

Stability of steel moment resisting frames under fire loading

Seyed Masood Miryoysefi Aval ¹, Kazem Shakeri ^{2*}

1- Master of Civil Engineering-Earthquake, Mohaghegh Ardabili University, Ardabil, Iran

2- Associate Professor, Department of Civil Engineering-Earthquake, Mohaghegh Ardabili University, Ardabil, Iran

ABSTRACT

The steel moment resisting frames (SMRF) are the most common type of structural systems for bearing the gravity and lateral loads while this system is one of the more vulnerable structural systems under fire loading due to rapid descent of stiffness and strength properties of steel with temperature. In this regards, many researchers experimentally investigated the behavior of steel structural elements (e.g. Column, Beam, Connections) when exposed to fire. Most of these researches are limited to a sole element. Therefore, in this paper the entire behavior of the Steel moment resisting frames with intermediate ductility under different fire scenarios and for several gravity load ratios are studied through the numerical models. Three steel moment resisting frame with different stories and gravity load ratios in this study are considered. The analytical models of the studied frames are modeled in ABAQUS software. The results show that in different cases depending on the ratio of the gravity loads, different failure modes occur. In cases with the normal gravity loads, progressive collapse does not occur while with increasing the gravity loads; the vulnerability of structures increases and the potential of progressive collapse are increased.

ARTICLE INFO

Receive Date: 15 April 2019

Revise Date: 29 January 2020

Accept Date: 17 May 2020

Keywords:

Fire loading

Steel moment resistant frame

Progressive collapse

Numerical models

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.170179.1827>

*Corresponding author: Kazem Shakeri

Email address: shakeri@uma.ac.ir

مطالعه پایداری قاب های خمشی فولادی در برابر آتش سوزی

سید مسعود میریوسفی^۱، کاظم شاکری^{۲*}

۱- کارشناس ارشد عمران-زلزله، دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل، ایران

۲- دانشیار گروه عمران-زلزله، دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل، ایران

چکیده

سیستم قاب خمشی فولادی یکی از سیستم های سازه ای رایج جهت تحمل بارهای ثقلی و جانبی می باشد اما در عین حال به دلیل کاهش سریع مشخصات مقاومتی و سختی فولاد با افزایش دما، سیستم قاب های خمشی فولادی یکی از آسیب پذیرترین سیستم های سازه ای در برابر آتش سوزی می باشد. در طول سالیان گذشته محققان زیادی به این موضوع توجه کرده اند و رفتار اعضای سازه ای فولادی مختلف (ستون، تیر، اتصالات) را تحت اثر آتش به صورت آزمایشگاهی مورد مطالعه قرار داده اند. اکثر این مطالعات بر روی یک المان سازه ای تنها صورت گرفته است و به دلیل عدم لحاظ اثرات اندرکنشی اعضا نمی توان نتایج آنها را بطور مستقیم به رفتار کلی سازه ها تعمیم داد. بنابراین در این مقاله به بررسی رفتار کلی قاب های خمشی فولادی تحت اثر سناریوها مختلف آتش سوزی از طریق مدل های تحلیلی پرداخته شده است. نتایج نشان می دهد که بسته به سناریو اعمالی بار آتش و میزان نسبت بارهای ثقلی وارده، قاب های خمشی فولادی در مودهای خرابی متفاوتی دچار خرابی می شوند. تحت اثر بارهای ثقلی متعارف در هیچ یک از قاب های مورد مطالعه خرابی پیش رونده رخ نمی دهد درحالیکه با افزایش میزان بارهای ثقلی وارده استعداد وقوع خرابی پیش رونده در اثر آتش سوزی افزایش می یابد.

کلمات کلیدی: آتش سوزی، پایداری، قاب خمشی، فولاد، مدل سازی عددی

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.170179.1827	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2020.170179.1827	۱۴۰۰/۰۶/۳۱	۱۳۹۹/۰۲/۲۸	۱۳۹۹/۰۲/۲۸	۱۳۹۸/۱۱/۰۹	۱۳۹۸/۰۱/۲۶
			کاظم شاکری		*نویسنده مسئول:	
			shakeri@uma.ac.ir		پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

امروزه اسکلت بسیاری از ساختمان ها از مصالح فولادی تشکیل شده و سازه های فولادی بخش اعظمی از سازه های شهری را تشکیل می دهند، این سازه ها اگرچه مزایایی همچون شکل پذیری بیشتر و در نتیجه عملکرد بهتر در برابر زلزله، سرعت اجرای بالا و انطباق پذیری خوب با معماری دارند. شاید بتوان مهمترین نقطه ضعف آنها را تأثیر افزایش درجه حرارت بر روی مدول ارتجاعی و تنش تسلیم فولاد دانست؛ به طوریکه هم مقاومت و هم سختی فولاد با افزایش درجه حرارت کاهش می یابد. از طرفی در جوامع امروزی با توسعه شبکه های گازرسانی به داخل شهرها، رشد آپارتمان نشینی و بافت متراکم شهرها خطر وقوع آتش سوزی، افزایش یافته است، به طوری که امروزه آتش سوزی یکی از تهدیدات جدی برای سازه های فولادی به شمار می آید. در سال های اخیر رفتار سازه های فولادی در برابر حریق بسیار مورد توجه بوده (علی الخصوص پس از حادثه ۱۱ سپتامبر سال ۲۰۰۱ و فروریختن برج ۷ تجارت جهانی) و مطالعات آزمایشگاهی و عددی زیادی توسط پژوهشگران انجام شده است. اکثر مطالعات آزمایشگاهی محدود به مطالعه رفتار یک عضو مانند تیر یا ستون و یا یک نوع اتصال تحت اثر آتش سوزی متمرکز بوده اند [۱-۳]. به عنوان مثال در یک مطالعه آزمایشگاهی الجبری و همکاران به استخراج منحنی های لنگر-دوران اتصالات صلب در دماهای بالا پرداختند [۱]. وان و همکاران فرمولی را برای پیش بینی مدت زمان مقاومت تیرهای فولادی در معرض آتش سوزی ارائه کردند [۲]. زانگ و همکاران به بررسی رفتار ستون های کوتاه فولادی در معرض آتش سوزی پرداختند و اثرات توزیع دمای غیریکنواخت در آنها را مورد بررسی قرار داده و نتیجه گرفتند که دمای گسیختگی ارائه شده توسط آیین نامه اروپا برای این ستون ها محافظه کارانه می باشد [۳]. این آزمایش ها با وجود این که اطلاعات مفیدی را در خصوص رفتار اعضای فولادی در برابر آتش سوزی ارائه می کنند اما به دلیل این که در مطالعه رفتار اعضا به صورت مجزا اثرات اندرکنش بین اعضا لحاظ نمی شود، این آزمایشات به تنهایی نمی تواند جهت مطالعه رفتار کلی سازه های فولادی در برابر آتش سوزی کافی باشند. از طرفی مطالعه آزمایشگاهی رفتار کلی سازه ها در برابر آتش سوزی به دلیل پیچیده بودن و همچنین هزینه بر بودن کمتر مورد توجه بوده و مطالعات آزمایشگاهی محدودی در این خصوص صورت گرفته است. از جمله مطالعات آزمایشگاهی که به بررسی رفتار کلی سازه فولادی در برابر آتش سوزی پرداخته است، می توان به پروژه بزرگ موسسه تحقیقاتی BRE^۱ اشاره کرد که در سال های ۱۹۹۵ و ۱۹۹۶ بر روی یک ساختمان ۸ طبقه با مقیاس واقعی در کاردینگتون لندن انجام شد [۴]. این آزمایش اطلاعات بسیار ارزشمندی از رفتار کلی سازه ها در برابر آتش سوزی ارائه نمود و منجر به اصلاح فرضیات بکار رفته در آیین نامه های طراحی گردید. با این وجود به دلیل هزینه بالای این قبیل آزمایش ها از یک طرف و گسترش توانمندی کامپیوترها و نرم افزارهای شبیه سازی از سوی دیگر امروزه مطالعات عددی بطور گسترده ای رواج یافته است.

یکی از مطالعات اولیه عددی در خصوص رفتار کلی قاب های فولادی تحت تاثیر آتش سوزی، توسط لی و همکاران در سال ۱۹۹۸، انجام شد. این مطالعه بیشتر بر روی مقایسه نمودارهای منتج از دو نوع الگوی آتش سوزی (آتش طبیعی و آتش استاندارد) متمرکز بود. مطالعات آن ها نشان می دهد، آتش سوزی به دو عامل بستگی دارد که عبارتند از بزرگی بار آتش و تهویه مناسب. در آتش سوزی با کنترل تهویه، دمای گاز به آهستگی افزایش می یابد. در حالی که در آتش سوزی با کنترل بار آتش، دمای گاز بسیار سریع افزایش پیدا کرده و در نتیجه شانس خرابی سازه در این نوع آتش سوزی بسیار بیشتر می باشد [۵]. بعدها در سال ۲۰۰۳ علی و همکاران به مطالعه اثرات آتش سوزی در یک قاب یک طبقه پرداختند. هدف آن ها بررسی تاثیر سناریوهای آتش سوزی بر تغییر مکان جانبی قاب و همچنین نوع خرابی ناشی از آن بود. آنها مودهای خرابی سازه را به دو دسته تقسیم کردند: ۱- اگر آتش سوزی به صورت گسترده باشد خرابی فعال به صورت خیز بیش از اندازه تیرها رخ خواهد داد. ۲- اگر آتش سوزی محدود در نزدیکی یکی از ستون های قاب باشد در این صورت خرابی به صورت کمناش ستون اتفاق خواهد افتاد. اگرچه مطالعه آنها محدود به اثر آتش سوزی در قاب یک طبقه بود اما جزو اولین مطالعاتی بود که صراحتاً به مودهای خرابی در اثر آتش سوزی پرداخته است [۶].

¹ Building Research Establishment

در سال‌های اخیر رفتار سازه‌های فولادی در برابر آتش‌سوزی پس زلزله نیز بسیار مورد توجه پژوهشگران بوده است. مهرداد معماری و همکاران به بررسی رفتار قاب‌های خمشی فولادی با اتصال تیر با مقطع کاهش یافته در معرض آتش‌سوزی پس از زلزله پرداختند و نهایتاً نتیجه گرفتند این نوع سازه‌ها در برابر آتش‌سوزی پس از زلزله پایدار می‌باشند [۷]. در سال ۲۰۱۳، بهنام و همکاران یک قاب خمشی ۱۰ طبقه دو بعدی را در معرض آتش‌سوزی بعد از زلزله مورد بررسی قرار دادند [۸]. همچنین کلر و پسکی در سال ۲۰۱۲ با استفاده از شبیه‌سازی عددی به بررسی آسیب‌های ناشی از زلزله در پوشش‌های مقاوم در برابر آتش و اثر آن بر عملکرد قاب‌های فولادی در آتش‌سوزی‌های پس از زلزله پرداختند [۹].

مطالعات سان و همکاران در سال ۲۰۱۱، جزو اولین مطالعاتی است که به بررسی خرابی پیش‌رونده در قاب‌های فولادی تحت اثر خرابی یک ستون حرارت دیده می‌پردازد. آنها با استفاده از یک روش استاتیکی-دینامیکی، توسط نرم‌افزار Volcan، به مطالعه خرابی پیش‌رونده در قاب‌ها تحت اثر آتش‌سوزی پرداختند. در فرآیند تحلیل توسط نرم‌افزار، روند حل استاتیکی بعد از خرابی موضعی متوقف می‌شود و برای مطالعه خرابی پیش‌رونده ادامه تحلیل به صورت دینامیکی انجام می‌گیرد. آنها یک قاب دو بعدی را با ستون‌های یکسان و تیرهای متغیر مدل کردند و نتیجه گرفتند که هرچه تیرها قاب قوی‌تر باشند پتانسیل بیشتری برای مقابله با پدیده خرابی پیش‌رونده دارند همچنین هرچه یک سیستم از نظر مهار جانبی قوی‌تر باشد شانس بیشتری برای مقابله با پدیده خرابی پیش‌رونده دارد [۱۰]. در سال ۲۰۱۴ جیانگ و همکاران خرابی پیش‌رونده در قاب‌های فولادی دوبعدی را، وقتی که یک ستون تحت اثر دماهای مختلف قرار می‌گیرد، با روش تحلیل دینامیکی صریح بررسی کردند. آنها یک قاب نمونه انتخاب کردند آن را تحت تاثیر نسبت بارهای مختلف روی تیرها و تحت سناریوهای آتش‌سوزی متفاوت قرار دادند. در نهایت آنها با توجه به سناریوهای آتش‌سوزی مورد مطالعه، ۳ نوع مکانیسم خرابی شناسایی کردند و به معرفی ستون‌های بحرانی پرداختند [۱۱]. در سال ۲۰۱۷ جیانگ و همکاران، به بررسی اثر میرایی همچنین اثر نرخ کرنش در وقوع خرابی پیش‌رونده در قاب‌های فولادی تحت اثر آتش‌سوزی پرداختند. برای این منظور سه قاب فولادی را در نرم افزار ABAQUS مدل‌سازی کرده و تحت اثر آتش‌سوزی قرار دادند. نتایج حاصل از مدل‌سازی آنها نشان می‌دهد در نسبت‌های میرایی صفر تا ۱۰ درصد می‌توان از اثر میرایی در وقوع خرابی پیش‌رونده در سازه‌های فولادی صرف نظر کرد. همچنین اثر نرخ کرنش در ستون حرارت دیده مهم‌تر می‌باشد و از اثر نرخ کرنش در سایر اعضای قاب می‌توان صرف نظر نمود [۱۲]. همچنین در سال ۲۰۱۸ جرن و گامبا به بررسی نیروی پسماند کششی در یک ستون تحت اثر آتش‌سوزی متمرکز پرداختند. آنها برای شبیه‌سازی بار آتش از نمودار آتش طبیعی استفاده کردند تا بتوانند اثرات خنک شوندگی را در پدیده خرابی پیش‌رونده مورد مطالعه قرار دهند [۱۳].

از آنجائیکه مطالعات انجام گرفته در خصوص بررسی وقوع خرابی پیش‌رونده در قاب‌های خمشی تحت اثر آتش‌سوزی بسیار محدود بوده و در معدود مطالعات صورت گرفته نیز مدل‌های مورد بررسی بسیار محدود می‌باشند از جمله در مطالعه جیانگ و همکاران [۱۱] مدل‌های مورد مطالعه محدود به قاب خمشی ۷ طبقه می‌باشد که در آن مقطع مورد استفاده برای تمامی ستون‌ها و تیرها در تمام طبقات یکسان فرض شده است در حالی که در سازه‌های واقعی طراحی شده بر اساس آیین‌نامه‌های رایج معمولاً ابعاد تیرها و ستون‌ها در طبقات بالاتر کاهش می‌یابد و قاب مورد مطالعه آنها نمی‌تواند نشان دهنده رفتار سازه‌های واقعی باشد. لذا در این مطالعه در ادامه کار محققان قبلی به بررسی پدیده خرابی پیش‌رونده در قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری متوسط با تعداد طبقات مختلف که با فرضیات معقول مهندسی طراحی شده‌اند، تحت اثر سناریوهای مختلف آتش‌سوزی پرداخته شده است. به منظور بررسی جامع موضوع اثرات تعداد طبقات و بارهای ثقلی با مقادیر مختلف در وقوع یا عدم وقوع خرابی پیش‌رونده مورد بررسی قرار گرفته است.

۲- روش تحقیق

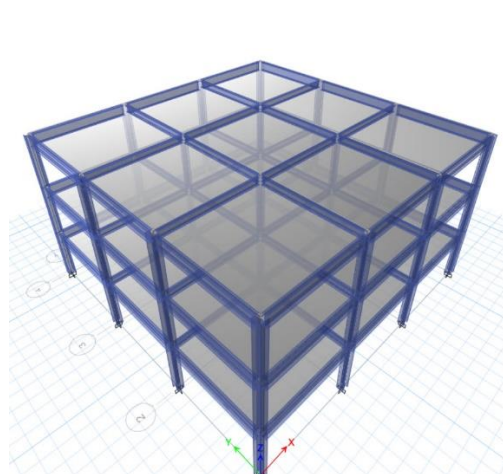
به منظور مطالعه رفتار قاب‌های خمشی فولادی تحت اثر آتش‌سوزی، ابتدا سه سازه قاب خمشی با شکل پذیری متوسط طراحی شده و پس از تعیین ابعاد تیرها و ستون‌ها، قاب‌های طراحی شده به صورت دو بعدی، در معرض آتش‌سوزی موضعی (به صورتی که یک ستون تحت تاثیر حرارت ناشی از آتش‌سوزی می‌باشد) قرار می‌گیرد. تحلیل سازه‌ها به صورت دو مرحله‌ای صورت می‌گیرد. در مرحله اول سازه تحت بارهای ثقلی که شامل بار مرده و بار زنده است قرار می‌گیرد و در مرحله دوم در حالی که بارهای ثقلی ثابت نگه داشته می‌شوند، بر اساس سناریوهای آتش‌سوزی مورد مطالعه، بار آتش به ستون مورد نظر اعمال شده و تحلیل صورت می‌گیرد. جهت تحلیل سازه‌های مورد مطالعه از قابلیت تحلیل ضمنی نرم افزار آباکوس استفاده می‌شود به طوری که تحلیل‌ها می‌توانند فراتر از خرابی موضعی نیز ادامه یافته و وقوع یا عدم وقوع خرابی پیش‌رونده در سناریوهای مورد مطالعه را مشخص نمایند. برای اینکه اثرات بارهای ثقلی مختلف بررسی شود، تحلیل‌ها برای سه نسبت بار مختلف انجام می‌گیرد. منظور از نسبت بار، نسبت بارهای یکنواخت ثقلی اعمالی به تیرها به حداکثر ظرفیت بار ثقلی قابل اعمال در یک قاب می‌باشد. برای به دست آوردن حداکثر ظرفیت بار ثقلی قابل اعمال در یک قاب، تیرها در تمام طبقات تحت بارهای یکنواخت ثقلی افزایشی بدون اعمال آتش‌سوزی قرار داده می‌شود و باری که در آن قاب دچار ناپایداری کلی می‌شود به عنوان حداکثر ظرفیت قاب در نظر گرفته می‌شود [۱۱]. این مقدار در قابهای مورد مطالعه در حدود ۱۰ برابر بارهای ثقلی آیین‌نامه‌ای می‌باشد.

۳- سازه‌های مورد مطالعه و سناریوهای اعمال بار آتش

۳-۱- مشخصات سازه‌ها

در این مطالعه سه سازه با سیستم قاب خمشی فولادی پیرامونی با شکل‌پذیری متوسط با تعداد طبقات متفاوت در نظر گرفته شده است. سازه‌های مورد مطالعه در منطقه کالیفرنیا، به ترتیب با طول و عرض جغرافیایی 37.8652° (LATITUDE) و $122.257-$ (LONGITUDE) بر روی خاک نوع B (خاک سخت) بر اساس آیین‌نامه‌های ASCE [۱۴] و آیین‌نامه AISC طراحی شده‌اند [۱۵]. مدول الاستیسیته فولاد برابر 2.1×10^{11} پاسکال و تنش تسلیم آن 2.4×10^8 پاسکال فرض شده است.

پلان سازه‌های مورد مطالعه همچنین نمای سه بعدی سازه سه طبقه به ترتیب در شکل‌های ۱ و ۲ نشان داده شده است. ستون‌ها در فاصله ۵،۵ متری از هم واقع شده‌اند و ارتفاع طبقات نیز ۳ متر می‌باشد. مقاطع مورد استفاده در این سازه‌ها در جدول ۱ نشان داده شده است.



شکل ۲: نمای سه بعدی ساختمان سه طبقه



شکل ۱: پلان ساختمان‌های طرح شده

جدول ۱: مقاطع استفاده شده در ساختمان های طراحی شده

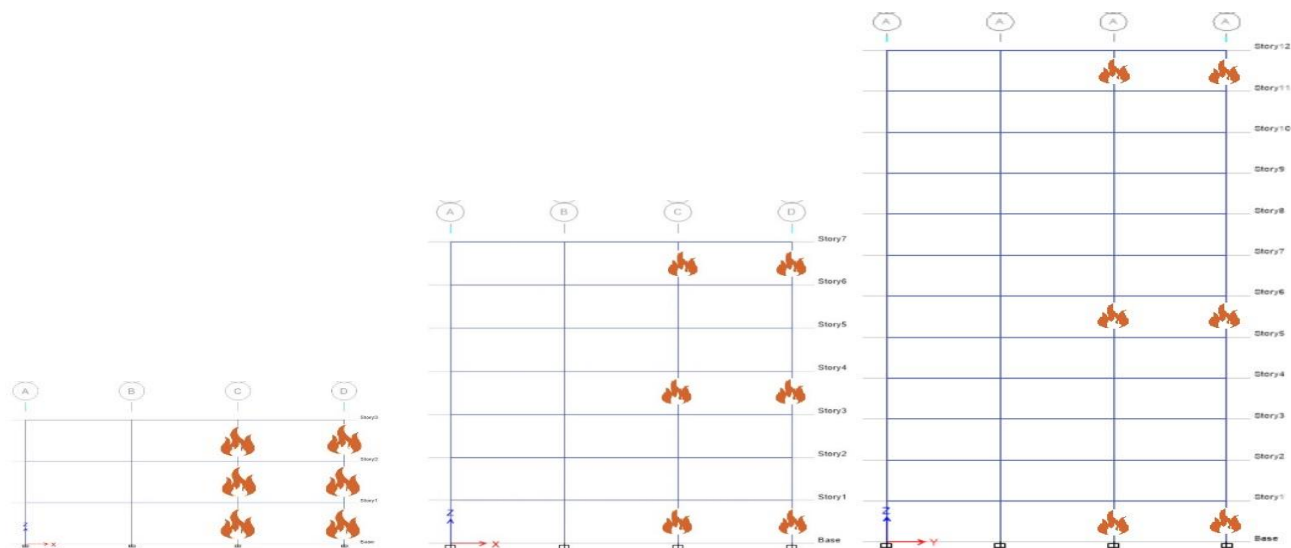
طبقه	مقطع تیر	مقطع ستون	
1-2-3	W21X62	W14X109	۳ طبقه
1-2	W27X84	W14X132	
3-4-5	W27X84	W14X109	۷ طبقه
6-7	W21X68	W14X74	
1-2-3	W30X116	W14X233	۱۲ طبقه
4-5-6	W30X116	W14X193	
7-8-9	W30X116	W14X159	
10-11-12	W24X84	W14X132	

۳-۲- سناریوهای آتش سوزی

ستون‌ها از اعضای بحرانی و تعیین کننده قاب‌های خمشی می‌باشند و خرابی یکی از آن‌ها می‌تواند باعث خرابی کل سازه شود. بنابراین در این مطالعه سناریوهای آتش سوزی به صورتی در نظر گرفته می‌شود که در هر سناریو یک ستون در معرض حرارت قرار بگیرد. همان طوری که در شکل ۳ نشان داده شده است، هر ستون با نام‌گذاری C_{X-Y} مشخص خواهد شد که پارامتر X نشان دهنده محور قرار گیری ستون و پارامتر Y بیانگر شماره طبقه می‌باشد. برای مثال C_{D-1} بیانگر ستون واقع در محور D و طبقه اول است. برای این که اثر آتش سوزی روی ستون‌های کناری و میانی مشاهده شود، در هر قاب سناریوهای مربوط به محورهای C و D در نظر گرفته می‌شود همچنین به منظور مطالعه اثر وقوع آتش سوزی در طبقات مختلف، سناریوهای آتش سوزی مربوط به ستون‌های طبقات اول، وسط و آخر هر قاب مطابق شکل ۴ انتخاب شده‌اند.



شکل ۳: نام گذاری ستونهای قاب



شکل ۴: سناریوهای آتش‌سوزی مورد مطالعه در قاب‌های مختلف

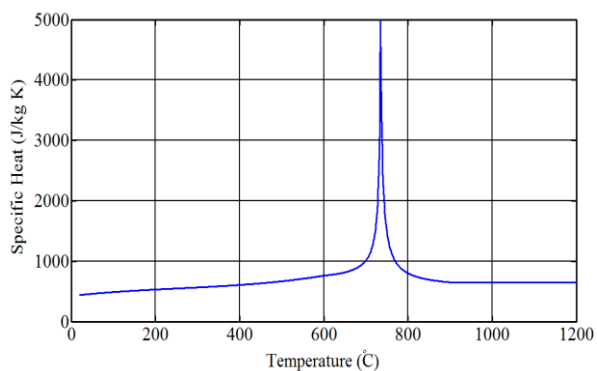
۴- مدل‌سازی عددی

۴-۱- مدل‌سازی در نرم‌افزار آباکوس

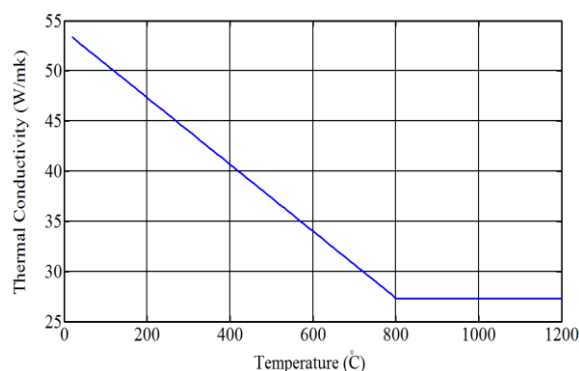
قاب‌های مورد مطالعه در نرم‌افزار ABAQUS [۱۶] به صورت دو بعدی مدل‌سازی شده‌اند. برای شبیه‌سازی اثرات نقص اولیه در ستون‌ها به اندازه یک هزارم ارتفاع ستون‌ها در وسط آنها انحنا ایجاد شده است و این انحنا به صورت سینوسی به ستون‌های دیگر ادامه یافته است. جهت مدل‌سازی ستون‌ها و تیرها از المان تیر تیموشینکو مرتبه اول (B31) استفاده شده است. همانطور که قبلاً اشاره شد بارها در دو مرحله اعمال شده‌اند در مرحله اول بارهای ثقلی در بازه زمانی ۱۰ ثانیه اعمال می‌شود که دامنه افزایشی (بار تا ۷ ثانیه) ادامه می‌یابد و در ۳ ثانیه انتهایی به منظور مستهلک شدن اثرات دینامیکی، مقدار بار ثابت می‌ماند. در مرحله بعدی بار آتش با بازه زمانی ۶۰ ثانیه اعمال می‌شود جهت اعمال آتش‌سوزی محلی از منحنی زمان-دما که در آن دمای ستون به طور خطی از ۲۰ تا ۱۲۰۰ درجه سلسیوس افزایش می‌یابد استفاده می‌شود. جهت تحلیل سازه‌ها از تحلیل دینامیکی صریح نرم‌افزار آباکوس استفاده می‌شود بطوریکه تحلیل‌ها پس از خرابی موضعی اولیه نیز ادامه می‌یابند و می‌توان بر اساس نتایج تحلیل در مورد وقوع یا عدم وقوع خرابی پیش‌رونده قضاوت نمود.

۴-۲- مشخصات حرارتی مصالح مورد استفاده

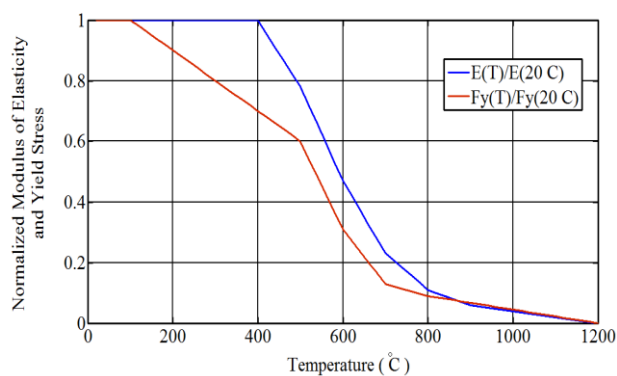
مطابق با استاندارد EUROCOD3 [۱۷]. مقدار ظرفیت گرمایی ویژه و انبساط گرمایی فولاد به ترتیب در اشکال ۵ و ۶ نمایش داده شده است. همچنین نسبت مدول الاستیسیته در دماهای مختلف به مدول الاستیسیته در دمای $20^{\circ}C$ و همین‌طور نسبت تنش تسلیم در دماهای مختلف به تنش تسلیم در دمای $20^{\circ}C$ در شکل ۷ نشان داده شده است. بر اساس اطلاعات ارائه شده در اشکال ۵ تا ۷ نمودار تنش-کرنش فولاد برای دماهای مختلف تهیه و در شکل ۸ ارائه شده است.



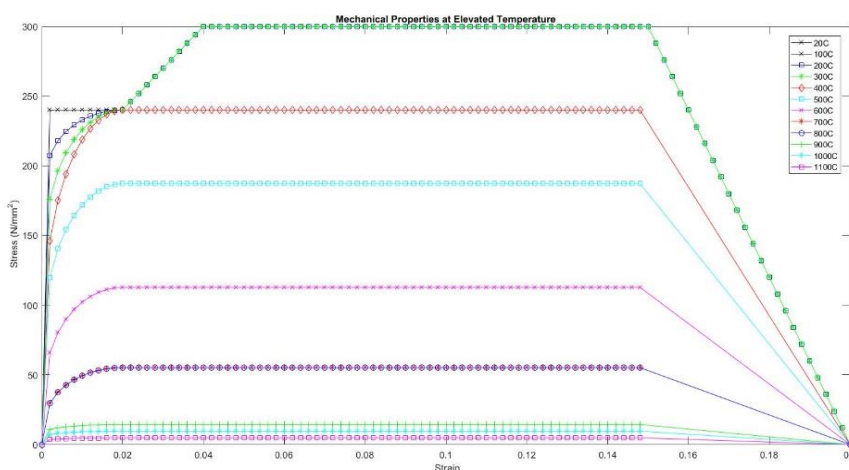
شکل ۶: مقدار رسانایی گرمایی ویژه فولاد در دماهای مختلف [۱۶]



شکل ۵: مقدار ظرفیت گرمایی ویژه فولاد در دماهای مختلف [۱۶]



شکل ۷: تغییرات مدول الاستیسیته و تنش تسلیم فولاد در دماهای مختلف نسبت به دمای ۲۰ درجه سلسیوس [۱۶]

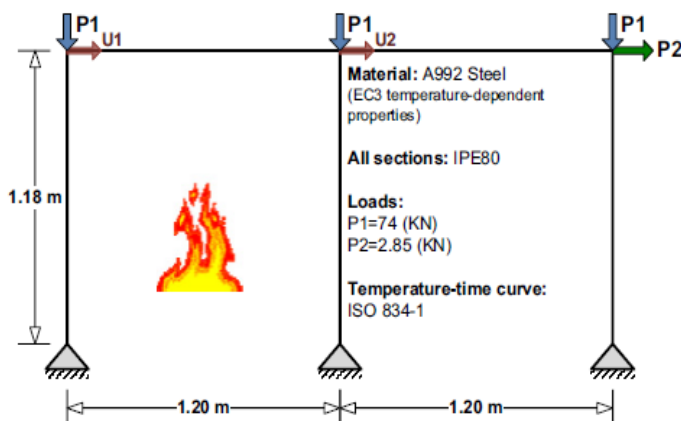


شکل ۸: منحنی تنش- کرنش فولاد در دماهای مختلف

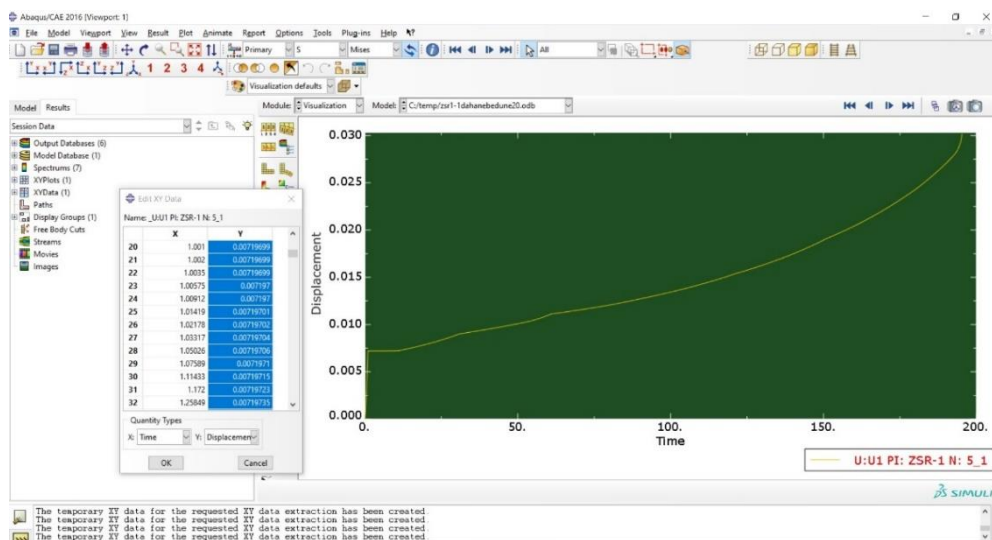
۵- صحت سنجی

۵-۱- صحت سنجی با نتایج آزمایشگاهی

برای صحت سنجی مدل‌ها از نتایج آزمایشگاهی قاب ZSR که توسط رابرت و اسکامن آزمایش شده است، استفاده می‌شود [۱۸]. در این قاب تیرها و ستون‌ها از مقطع IPE80 و فولاد مصرفی از نوع A992 با مدول الاستیسیته $E=2.1 \times 10^{11} \text{ N/m}^2$ و تنش تسلیم $F_y = 3.45 \times 10^8 \text{ N/m}^2$ می‌باشد. مشخصات هندسی و شرایط تکیه‌گاهی این قاب در شکل ۹ آمده است. نیروهای $P_1 = 74 \text{ KN}$ و $P_2 = 2.85 \text{ KN}$ مطابق شکل ۹ در بالای ستون‌ها وارد می‌شوند.



شکل ۹: مشخصات قاب ZSR مورد استفاده برای صحت سنجی [۱۹]



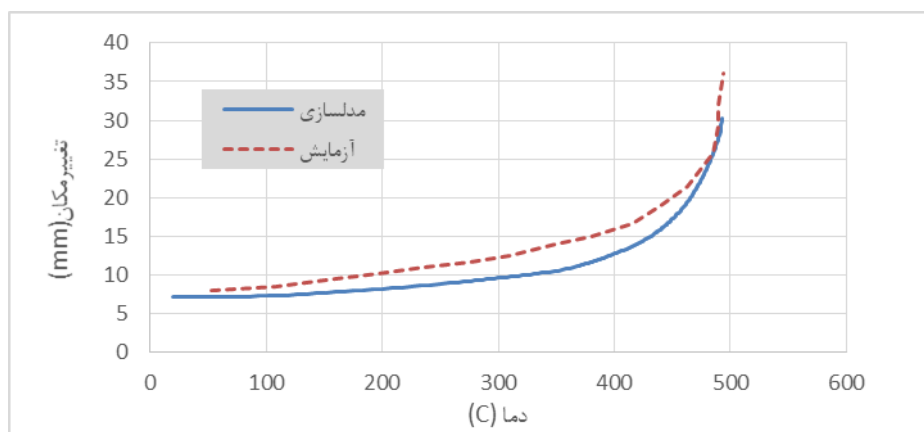
شکل ۱۰: خروجی نرم افزار آباکوس برای تغییر مکان U1

خروجی نرم افزار آباکوس برای تغییر مکان U1 در شکل ۱۰ نشان داده شده است. محور افقی این نمودار بیانگر زمان بر حسب ثانیه و محور قائم آن نشان دهنده تغییر مکان U1 بر حسب متر می‌باشد. در این آزمایش از آتش محفظه (ISO) استفاده شده است. رابطه زمان با دما در نمودار آتش محفظه (ISO) به صورت رابطه ۱ می‌باشد:

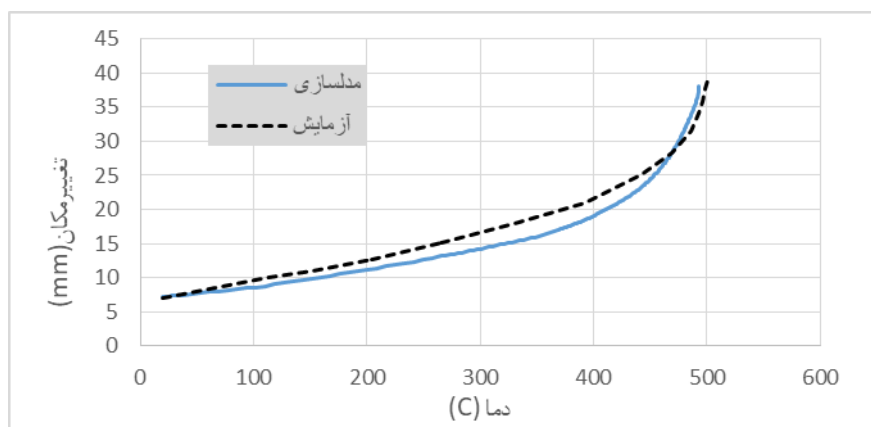
$$\theta = 345 \times \log(8t + 12) + 20 \quad (1)$$

که در آن t : زمان (بر حسب دقیقه) و θ : دما (بر حسب سلسیوس) می باشد

به منظور مقایسه نتایج حاصل از نرم افزار آباکوس با نتایج آزمایشگاهی، نمودار جابجایی-زمان حاصل از نرم افزار آباکوس با استفاده از رابطه ۱ به صورت نمودار تغییرات جابجایی بر حسب دما تبدیل شده و با نتایج آزمایشگاهی مربوط به تغییر مکان‌های جانبی U1 و U2 در دماهای مختلف به ترتیب در شکل‌های ۱۱ و ۱۲ مقایسه شده است. همانطور که مشاهده می‌شود، انطباق خوبی بین نتایج آزمایشگاهی و نتایج حاصل از نرم افزار وجود دارد و زمان شکست حاصل از تحلیل عددی منطبق با نتایج آزمایشگاهی می‌باشد.



شکل ۱۱: مقایسه نتایج حاصل از تحلیل عددی و نتایج آزمایشگاهی برای تغییر مکان جانبی U1

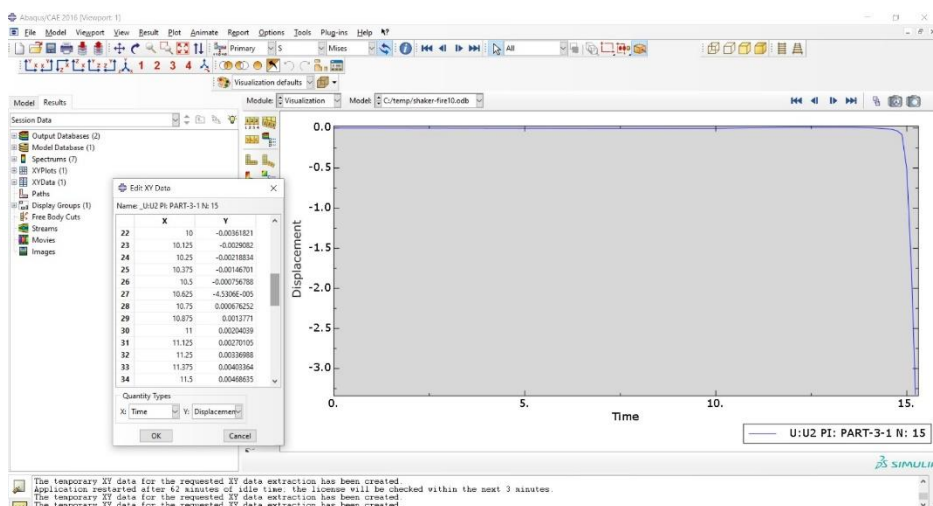


شکل ۱۲: مقایسه نتایج حاصل از تحلیل عددی و نتایج آزمایشگاهی برای تغییر مکان جانبی U2

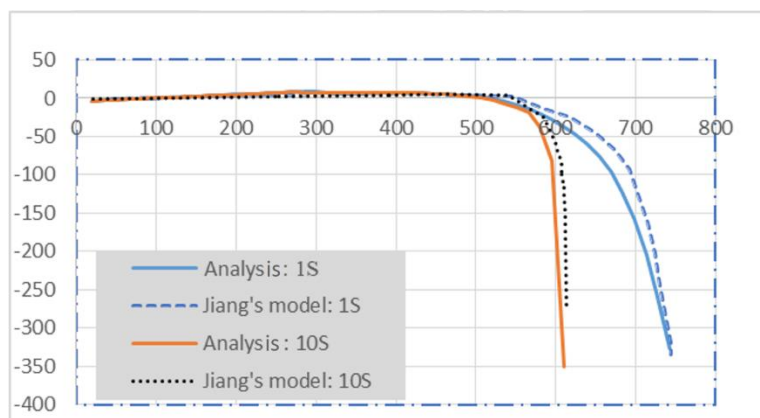
۵-۲- صحت سنجی با نتایج تحلیلی حاصل از قاب مورد مطالعه در پژوهش جیانگ و همکاران [۱۱]

به منظور اطمینان بیشتر از صحت مدل‌سازی، قاب نمونه مورد استفاده در مطالعه جیانگ و همکاران [۱۱] که تمام ستون‌های آن از مقطع HW350X350X12X19 و تیرهای آن از مقطع HM340X250X9X14 تشکیل شده است، مجدداً در این مطالعه در نرم افزار آباکوس مدل‌سازی شده است. در مطالعه جیانگ و همکاران به منظور مطالعه اثر سرعت‌های مختلف بارگذاری بر نتایج تحلیل و حساسیت سنجی نتایج نسبت به مدت زمان اعمال بار آتش، چهار بازه زمانی $s(1-0)$ ، $s(10-0)$ ، $s(60-0)$ و $s(600-0)$ برای اعمال بار آتش در نظر گرفته شده و نمودار تغییر مکان نقطه بالای ستون میانی در دماهای مختلف برای هر یک از سرعت‌های بارگذاری آتش ارائه شده است.

در شکل ۱۳ نتایج حاصل از نرم افزار آباکوس برای تغییر مکان بالای ستون میانی بر حسب متر در زمان های مختلف نشان داده شده است. همچنین در شکل ۱۴ نمودار تغییر مکان بالای ستون میانی (میلیمتر) حاصل از مدل های مورد استفاده در مرجع [۱۱] و این مطالعه در دماهای مختلف بر حسب سلسیوس ارائه شده است. نتایج برای دو بازه زمانی متفاوت $s(1-0)$ ، $s(10-0)$ جهت اعمال بار آتش ارائه شده است.



شکل ۱۳: خروجی آباکوس نمودار تغییر مکان با زمان در مدل جیانگ و همکاران



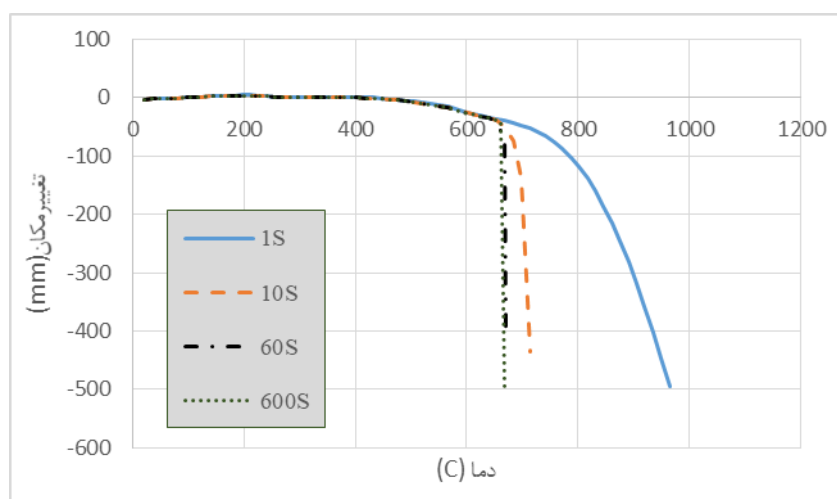
شکل ۱۴: مقایسه نتایج حاصل از مدل سازی در این مطالعه با نتایج مرجع [۱۱]

۶- حساسیت سنجی

۶-۱ حساسیت سنجی زمانی و تعیین سرعت بهینه جهت اعمال بار آتش

همان طوری که قبلا اشاره شد، در تحقیق حاضر به منظور اعمال آتش سوزی موضعی در سناریوهای مختلف، دمای ستون مورد نظر به صورت خطی از ۲۰ تا ۱۲۰۰ درجه سلسیوس افزایش می یابد. بازه زمانی که این افزایش دما در آن صورت می گیرد تاثیر زیادی در نتایج حاصل از تحلیل دارد. بازه های زمانی طولانی تر برای اعمال بار آتش، هزینه محاسبات را بالا می برند. از طرفی دیگر انتخاب بازه های زمانی کوتاه تر منجر به افزایش خطای محاسبات می شود. بنابراین باید یک بازه زمانی بهینه برای اعمال بار آتش در مدل ها انتخاب شود به طوری که هم دقت نتایج مناسب باشد و هم زمان کمتری برای محاسبات مورد نیاز باشد. جهت تعیین این زمان بهینه، نتایج حاصل از

سرعت‌های بارگذاری مختلف $s(0-1)$ ، $s(0-10)$ ، $s(0-60)$ و $s(0-600)$ در سناریو آتش سوزی مربوط به ستون C_{C-3} در قاب خمشی ۷ طبقه با نسبت بار ثقلی ۰/۶ (نسبت به حداکثر ظرفیت باربری ثقلی قاب)، به عنوان نمونه مورد مطالعه قرار گرفته است. تغییر مکان قائم بالای ستون C_{C-3} حاصل از اعمال بار آتش در بازه‌های زمانی مختلف در شکل ۱۵ نشان داده شده است. همان‌طوری که مشاهده می‌شود نتایج حاصل از اعمال بار آتش در بازه زمانی $s(0-60)$ اختلاف بسیار جزئی با نتایج حاصل از بازه زمانی $s(0-600)$ دارد و با افزایش ۱۰ برابری زمان اعمال بار، تغییر چندانی در نتایج تحلیل مشاهده نمی‌شود و می‌توان نتیجه گرفت که بازه زمانی $s(0-60)$ برای اعمال بار آتش از دقت مناسبی برخوردار بوده و از لحاظ زمانی نیز بهینه می‌باشد.

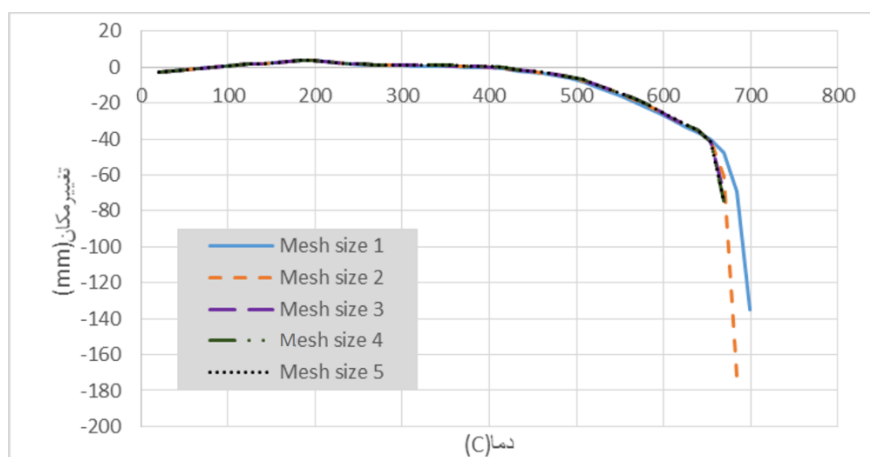


شکل ۱۵: تغییر مکان قائم بالای ستون میانی در دماهای مختلف حاصل از تحلیل با سرعت‌های مختلف اعمال بار آتش

۲-۶- حساسیت سنجی دقت مدل نسبت به اندازه المان‌ها

اندازه المان‌ها در مش‌بندی مدل، پارامتر بسیار مهمی است که نتایج آنالیز صریح آباکوس را تحت‌تاثیر قرار می‌دهد. المان‌های بزرگتر نتایج غیردقیق و نادرست را در پی دارند؛ اما المان‌های ریزتر در حالی که ما را به نتایج دقیق‌تر سوق می‌دهند، هزینه محاسبات را افزایش می‌دهند، بنابراین پیدا کردن اندازه بهینه المان‌ها در مش‌بندی بسیار حائز اهمیت می‌باشد.

نتایج حاصل از تحلیل با اندازه‌های مختلف المان‌ها در مش‌بندی برای تغییر مکان قائم بالای ستون میانی C_{C-3} در دماهای مختلف در مدل قاب ۷ طبقه مورد مطالعه در شکل شماره ۱۶ نشان داده شده است. در شکل ۱۵ اندازه المان‌ها مش‌بندی‌های شماره ۱، ۲، ۳، ۴ و ۵ به ترتیب برابر با ۱، ۰/۵، ۰/۴، ۰/۳ و ۰/۲ متر می‌باشند. همان‌طوری که مشاهده می‌شود از مش‌بندی شماره ۳ به بعد با وجود کوچکتر شدن اندازه المان‌ها و افزایش حجم محاسبات، نتایج حاصل از تحلیل‌ها تفاوت چندانی نکرده است و اندازه مش‌بندی شماره ۳ مناسب به نظر می‌رسد.



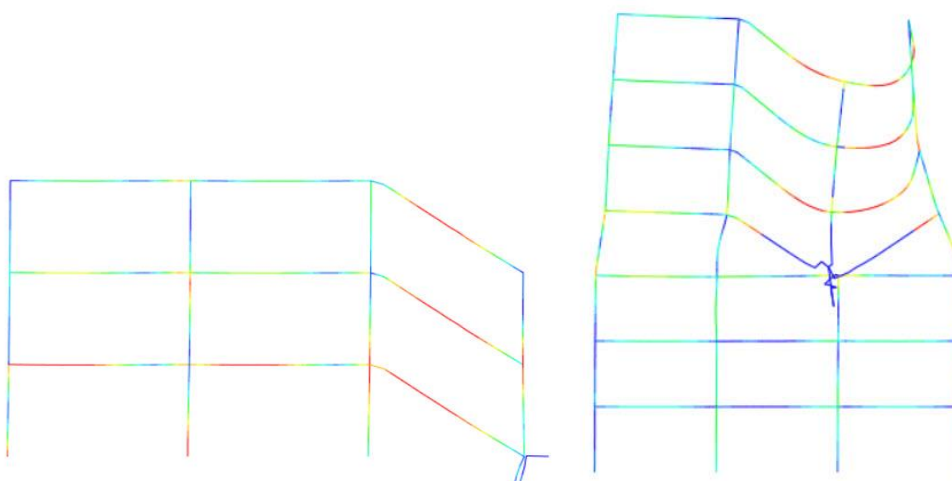
شکل ۱۶: تغییر مکان قائم بالای ستون میانی C_3 در دماهای مختلف حاصل از تحلیل با اندازه‌های مختلف مش بندی

۷- نتایج حاصله از مطالعات عددی

۷-۱- مطالعه خرابی پیش رونده

از آنجا که در این مطالعه، از تحلیل دینامیکی صریح نرم‌افزار آباکوس استفاده می‌شود، می‌توان با استفاده از نمودار تغییر شکل قاب و همچنین نمودارهای تغییر مکان نقاط مختلف قاب در مورد وقوع یا عدم وقوع خرابی پیش‌رونده قضاوت کرد.

در این تحقیق با توجه به مشخصات و تعداد دهانه قاب‌های مورد مطالعه، فقط دو مکانیزم خرابی پیش‌رونده از بین سه مکانیزم خرابی پیش‌رونده شناسایی شده توسط جیانگ و همکاران [۱۱] قابل مشاهده است. این دو مکانیزم خرابی طبق نام‌گذاری صورت گرفته توسط جیانگ و همکاران عبارتند از مکانیزم خرابی از نوع تیر طره و خرابی از نوع نیروی کششی. در خرابی از نوع تیر طره وقتی که لنگرهای انتهایی تیرها به ظرفیت پلاستیک خودشان می‌رسند، مفصل پلاستیک در انتهای تیر تشکیل می‌شود و طبقات بالای ستون کمانش یافته فرومی‌ریزند. این مکانیزم خرابی در سناریوهای آتش‌سوزی مربوط به ستون‌های کناری قابل مشاهده هستند. اما مکانیزم خرابی از نوع نیروی کششی در سناریوهای آتش‌سوزی مربوط به ستون‌های میانی مشاهده می‌شود. در این نوع از مکانیزم خرابی وقتی که ستون تحت افزایش دما، کمانش می‌یابد، تیرهای متصل به آن مانند یک زنجیر کششی، باعث باز توزیع نیروی عمودی ستون حرارت دیده در ستون‌های مجاور شده و علاوه بر اینکه منجر به افزایش تغییر مکان قائم ستون‌های مجاور می‌شوند بلکه نیروی کششی بوجود آمده در تیرها منجر به اعمال تغییر مکان جانبی در ستون‌های مجاور می‌شود که نهایتاً منجر به وقوع خرابی پیش‌رونده در قاب می‌شود. مکانیزم‌های خرابی از نوع نیروی کششی و نوع تیر طره به ترتیب در شکل‌های ۱۷ و ۱۸ نشان داده شده است.



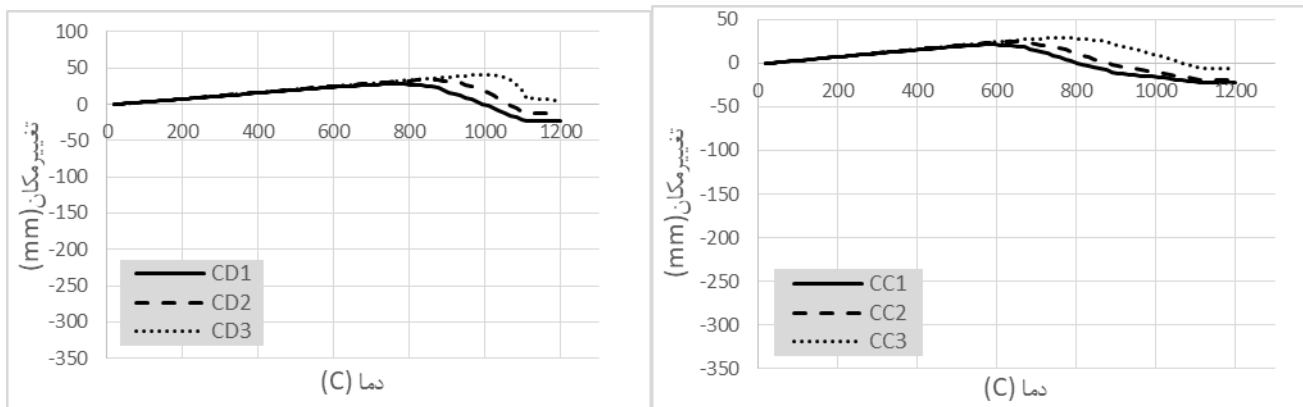
شکل ۱۷: مکانیزم خرابی از نوع نیروی کششی

شکل ۱۸: مکانیزم خرابی از نوع تیر طره

۲-۷- نتایج حاصل از تحلیل قاب ۳ طبقه

در شکل های ۱۹ تا ۲۱ نمودار تغییر مکان عمودی بالای ستون حرارت دیده در دماهای مختلف برای سناریوهای آتش سوزی مورد مطالعه در قاب ۳ طبقه تحت اثر بارهای ثقلی با نسبت های مختلف نشان داده شده است. در همه حالات ابتدا ستون تحت افزایش دما، مقداری افزایش طول ناشی از انبساط را تجربه می کند و سپس با شروع کمانش، تغییر مکان با شیب منفی ادامه پیدا می کند. همانطوری که در شکل ۱۹ مشاهده می شود در تمامی سناریوهای آتش سوزی مربوط به قاب ۳ طبقه تحت اثر بارهای ثقلی آیین نامه ای (نسبت بار واقعی) نرخ تغییر مکان ستون ها با شیب ملایم ادامه داشته و در دمای حداکثر (1200°C)، حداکثر افت در تغییر مکان به حدود ۲۵ میلی متر محدود شده و قاب دچار خرابی پیش رونده نمی شود، در حالی که مطابق شکل ۲۰ در نسبت بارهای ثقلی برابر با $0/4$ حداکثر ظرفیت باربری قاب، تغییر مکان بالای ستون حرارت دیده در یک دمای مشخص به یک باره افزایش ناگهانی پیدا می کند و این نقطه به عنوان نقطه شروع خرابی پیش رونده در نظر گرفته می شود. همانطوری که در شکل ۲۰ مشاهده می شود، در سناریوهای آتش سوزی مربوط به طبقات بالاتر، خرابی پیش رونده دیرتر از سناریوهای مربوط به طبقات پایین تر رخ می دهد به طوری که هم در سناریوهای مربوط به ستون های کناری و هم در سناریوهای مربوط به ستون های میانی با قرارگیری محل آتش سوزی در طبقات بالاتر، خرابی پیش رونده در دمای بالاتر رخ می دهد. همچنین مشاهده می شود ستون های میانی نسبت به ستون های کناری زودتر (در دمای پایین تر) به خرابی پیش رونده می رسند و این به دلیل سهم بیشتر ستون های میانی در تحمل بارهای ثقلی می باشد که از طرف تیرهای متصل به آن ها انتقال می یابند. همانطوری که در شکل ۲۱ مشاهده می شود روند وقوع خرابی پیش رونده در سناریوهای مختلف آتش سوزی در نسبت بار $0/6$ حداکثر ظرفیت باربری قاب نیز همانند حالت بارگذاری ثقلی با نسبت بار $0/4$ حداکثر ظرفیت باربری قاب می باشد. با این تفاوت که به دلیل افزایش بار ثقلی در نسبت بار $0/6$ خرابی پیش رونده در دمای پایین تری نسبت به حالت بار $0/4$ اتفاق می افتد.

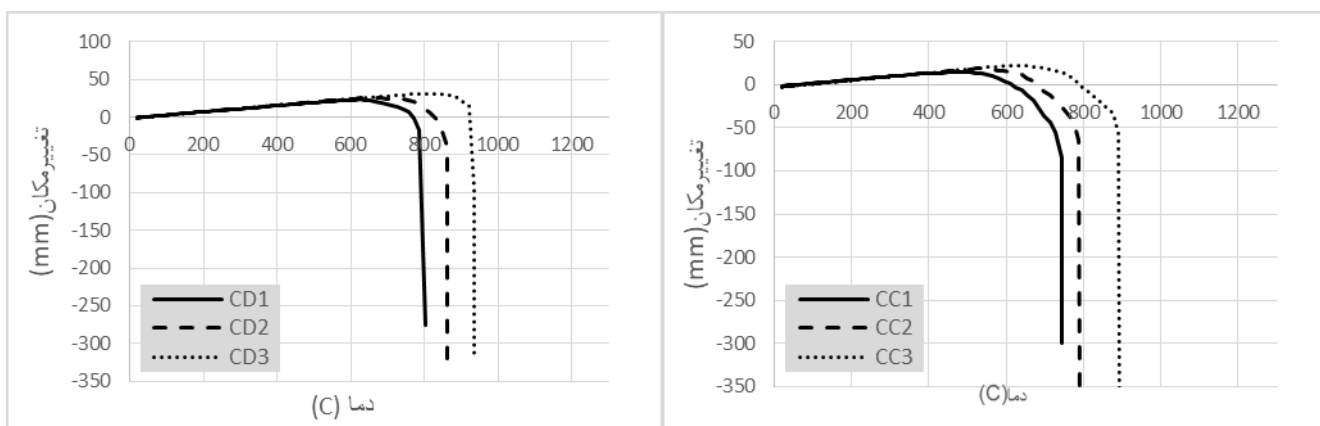
جدول ۲ نشان دهنده نوع خرابی به وجود آمده (نوع I: نیروی کششی و نوع II: تیر طره) در سناریو های مختلف آتش سوزی است، این نتایج برای نسبت بارهای $0/1$ ، $0/4$ و $0/6$ ارائه شده اند. همانطوری که مشاهده می شود در نسبت بار ثقلی آیین نامه ای (نسبت بار $0/1$) کمانش ستون منجر به خرابی پیش رونده نمی شود، اما تمام سناریو های در نظر گرفته شده برای نسبت بارهای $0/4$ و $0/6$ منجر به خرابی پیش رونده در قاب می شود.



(ب)

(الف)

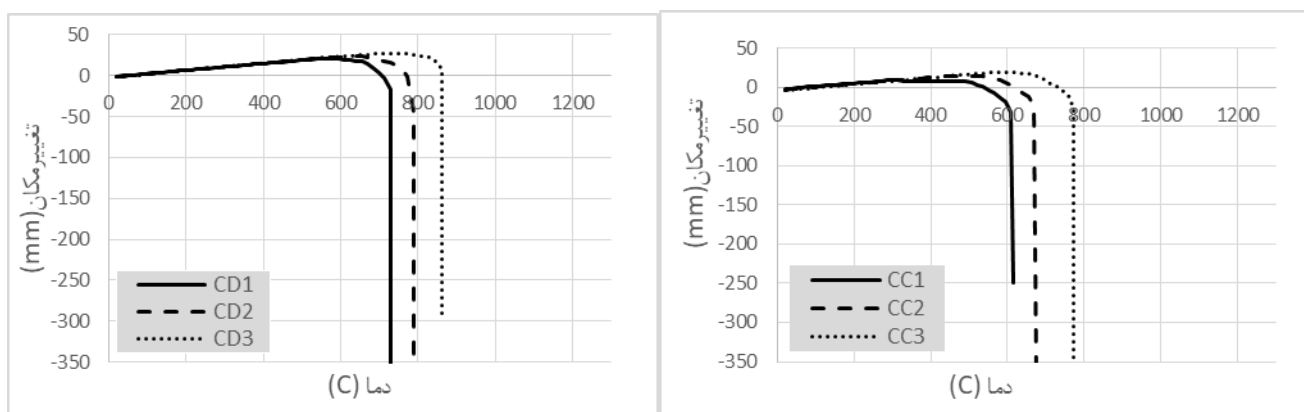
شکل ۱۹: تغییر مکان عمودی بالای ستون حرارت دیده در قاب ۳ طبقه تحت بارهای ثقلی آیین‌نامه‌ای تحت سناریوهای آتش‌سوزی الف) ستونهای میانی (ب) ستونهای کناری



(ب)

(الف)

شکل ۲۰: تغییر مکان عمودی بالای ستون حرارت دیده در نسبت بار ۰/۴ قاب ۳ طبقه تحت سناریوهای آتش‌سوزی الف) ستونهای میانی (ب) ستونهای کناری



(ب)

(الف)

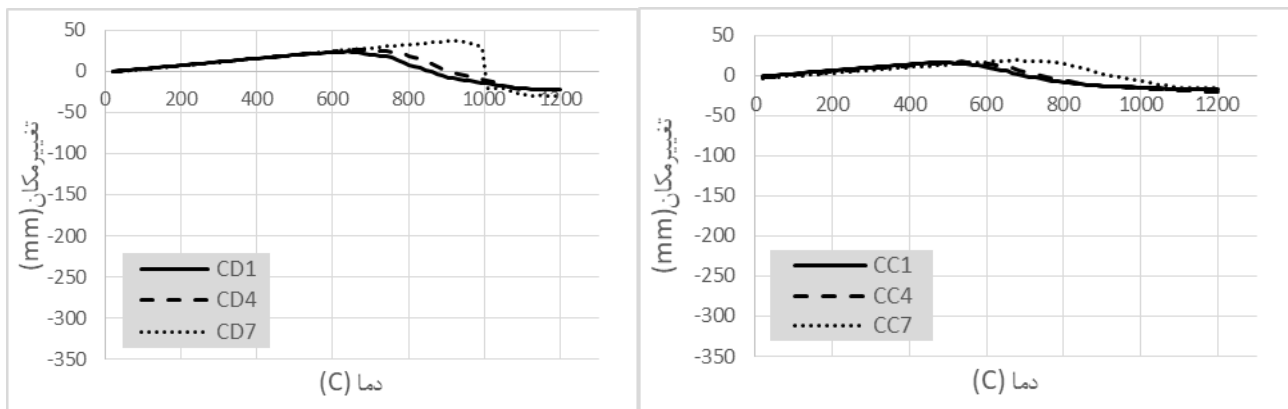
شکل ۲۱: تغییر مکان عمودی بالای ستون حرارت دیده در نسبت بار ۰/۶ قاب ۳ طبقه تحت سناریوهای آتش‌سوزی الف) ستونهای میانی (ب) ستونهای کناری

جدول ۲: مکانیزم‌های خرابی برای قاب ۳ طبقه

ستون تحت افزایش دما	نسبت بار		
	واقعی) ۰,۱	۰,۴	۰,۶
C_{C-1}	-	II	II
C_{C-2}	-	II	II
C_{C-3}	-	II	II
C_{D-1}	-	I	I
C_{D-2}	-	I	I
C_{D-3}	-	I	I

۳-۷- نتایج حاصل از تحلیل قاب ۷ طبقه

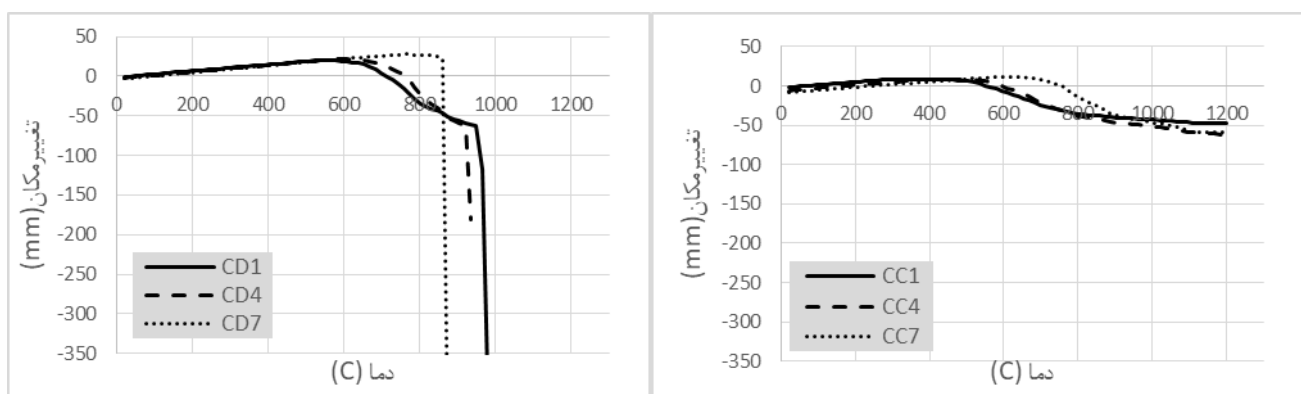
در شکل های ۲۲ تا ۲۴ نمودار تغییر مکان عمودی بالای ستون حرارت دیده در دماهای مختلف برای سناریوهای آتش سوزی مورد مطالعه در قاب ۷ طبقه تحت اثر بارهای ثقلی با نسبت‌های مختلف نشان داده شده است. همانطوری که در شکل ۲۲ مشاهده می شود در تمامی سناریوهای آتش سوزی مربوط به قاب ۷ طبقه تحت اثر بارهای ثقلی آیین‌نامه‌ای (نسبت بار واقعی) افت حداکثر تغییر مکان بالای ستون در بیشترین حالت به حدود ۱۵ میلیمتر می‌رسد که ۱۰ میلی متر کمتر از تغییر مکان قاب ۳ طبقه در سناریو مشابه است. مطابق شکل ۲۳، برای نسبت بار ۰/۴ رفتار قاب ۷ طبقه کاملاً متفاوت از قاب ۳ طبقه خواهد بود. به این صورت که در ستون‌های میانی، حداکثر افت در تغییر مکان بالای ستون حرارت دیده، با شیب ملایم به حدود ۶۰ میلیمتر محدود می‌شود و برخلاف قاب ۳ طبقه خرابی پیش رونده در سناریوهای ستون های میانی در نسبت بار ۰/۴ اتفاق نمی‌افتد. در سناریوهای ستون‌های کناری مربوط به نسبت بار ۰/۴ ترتیب وقوع خرابی پیش‌رونده در طبقات متفاوت از قاب ۳ طبقه می‌باشد و برخلاف انتظار سناریوهای ستون‌های طبقات بالاتر زودتر به خرابی پیش رونده می‌رسند. ذکر این نکته ضروری است که ترتیب کمانش در این ستون‌ها همانند قاب ۳ طبقه خواهد بود، و همان‌طور که مشاهده می‌شود سناریو مربوط به ستون طبقه اول زودتر از سناریوهای مربوط به ستون طبقات بالاتر کمانش می‌یابد. اما در طبقات پایین‌تر به دلیل بالا بودن ضریب نامعینی سازه و عملکرد بهتر تیرهای طبقات بالاتر در مهار جانبی ستون، فاصله دمایی نسبتاً زیادی بین وقوع کمانش ستون و وقوع خرابی پیش‌رونده در ستون‌های طبقات پایین‌تر وجود دارد. مثلاً برای سناریو C_{D-1} با شروع کمانش ستون در دمای حدود ۶۰۰ درجه سلسیوس (دمایی که مشخصات مصالح فولادی افت قابل توجهی تجربه می‌کنند) قاب دچار خرابی پیش‌رونده نمی‌شود و تا حدود دمای ۹۵۰ درجه سلسیوس مقاومت می‌کند و نهایتاً خرابی پیش رونده در قاب اتفاق می‌افتد. این در حالی است که در سناریو C_{D-7} دمای شروع کمانش ستون حرارت دیده تقریباً با دمای وقوع خرابی پیش رونده مصادف است. اگر نتایج مربوط به سناریوهای ستون‌های میانی و ستون‌های کناری در شکل ۲۳ مقایسه شوند، عملکرد بهتر قاب در سناریوهای ستون‌های میانی مشهود می‌باشد، چرا که هیچ یک از سناریوهای ستون‌های میانی منجر به خرابی پیش رونده نشده‌اند، در صورتی که تمام سناریوهای مربوط به ستون‌های کناری منجر به خرابی پیش‌رونده شده‌اند. این رفتار نیز منطبق بر رفتار قاب سه طبقه نیست، زیرا در قاب ۳ طبقه، ستون‌های میانی عملکرد ضعیف‌تری نسبت به ستون‌های کناری داشتند. مطابق شکل ۲۴ در نسبت بار ۰/۶ ظرفیت قاب، ترتیب وقوع خرابی پیش‌رونده در ستون‌های کناری (شکل ۲۴-ب) به روند عادی بازمی‌گردد و طبقات بالاتر دیرتر از طبقات پایین‌تر گسیخته خواهند شد، اما دیگر نمی‌توان عملکرد ستون‌های میانی را ضعیف‌تر از ستون‌های کناری تلقی کرد، چرا که مثلاً برای سناریوی طبقه آخر ستون کناری در نسبت بار ۰/۶ (C_{D-7}) قاب در دمای کمتر از ۸۰۰ درجه سانتی گراد دچار خرابی پیش‌رونده می‌شود. در حالی که برای سناریوی ستون میانی در همان نسبت بار (C_{C-7}) قاب در دمای ۸۵۰ درجه سلسیوس دچار خرابی پیش‌رونده می‌شود.



(ب)

(الف)

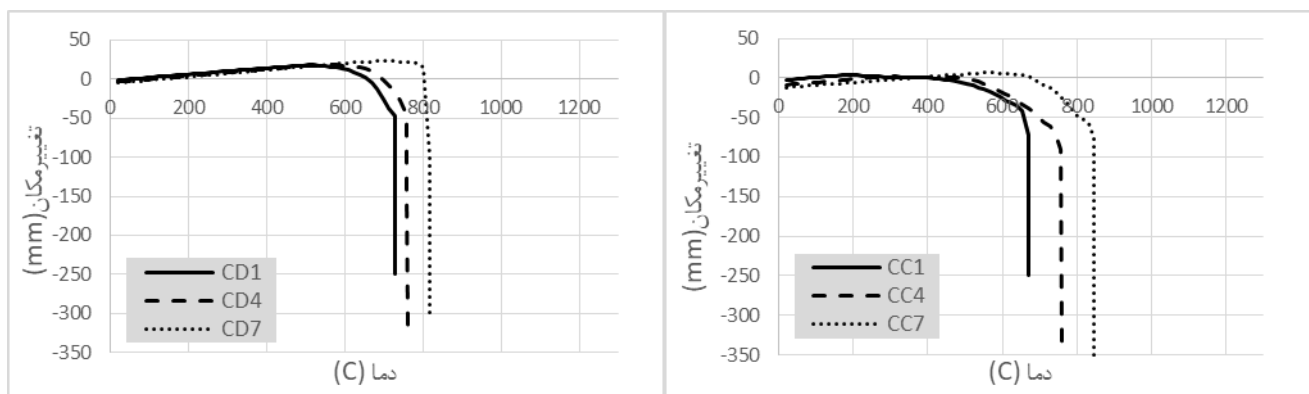
شکل ۲۲: تغییر مکان عمودی بالای ستون حرارت دیده در قاب ۷ طبقه تحت بارهای ثقلی آیین‌نامه‌ای تحت سناریوهای آتش‌سوزی الف) ستونهای میانی (ب) ستونهای کناری



(ب)

(الف)

شکل ۲۳: تغییر مکان عمودی بالای ستون حرارت دیده در نسبت بار ۰/۴ قاب ۷ طبقه تحت سناریوهای آتش‌سوزی الف) ستونهای میانی (ب) ستونهای کناری



(ب)

(الف)

شکل ۲۴: تغییر مکان عمودی بالای ستون حرارت دیده در نسبت بار ۰/۶ قاب ۷ طبقه تحت سناریوهای آتش‌سوزی الف) ستونهای میانی (ب) ستونهای کناری

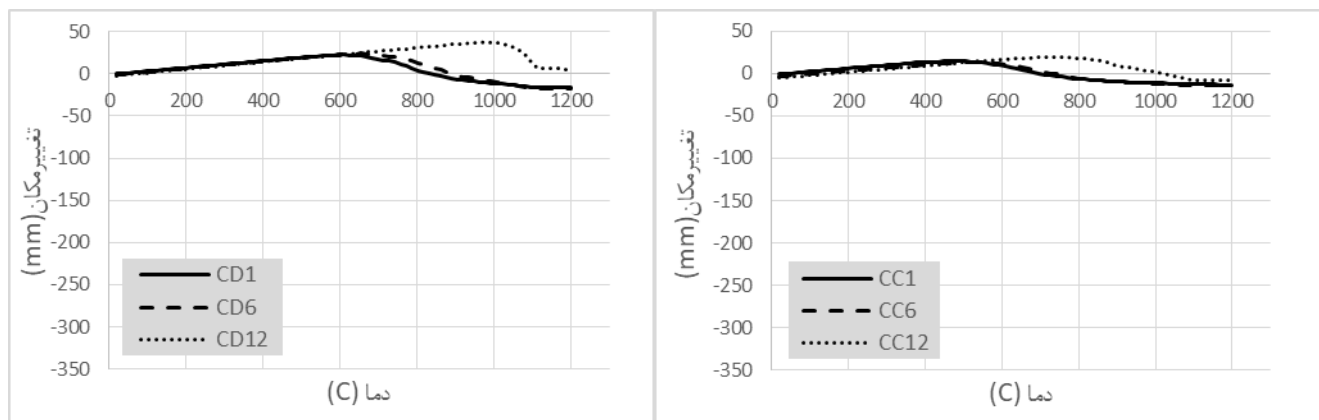
جدول شماره ۳ نوع خرابی به وجود آمده (نیروی کششی و یا تیر طره) در سناریوهای مختلف آتش سوزی را نشان می‌دهد. همانطوری که مشاهده می‌شود در نسبت بارهای ثقیلی آیین نامه‌ای کمانش ستون منجر به خرابی پیش‌رونده نمی‌شود. در تمام سناریوهای در نظر گرفته شده برای نسبت بار ۰/۶ خرابی پیش‌رونده در قاب به وجود می‌آید؛ اما برای نسبت بار ۰/۴ فقط در سناریوهای کناری (C_D) خرابی پیش‌رونده مشاهده می‌شود.

جدول ۳: مکانیزم های خرابی برای قاب ۷ طبقه

ستون تحت افزایش دما	نسبت بار		
	۰/۱ (بار ثقیلی مطابق آیین‌نامه)	۰/۴	۰/۶
C_{C-1}	-	-	II
C_{C-4}	-	-	II
C_{C-7}	-	-	II
C_{D-1}	-	I	I
C_{D-4}	-	I	I
C_{D-7}	-	I	I

۴-۷- نتایج حاصل از تحلیل قاب ۱۲ طبقه

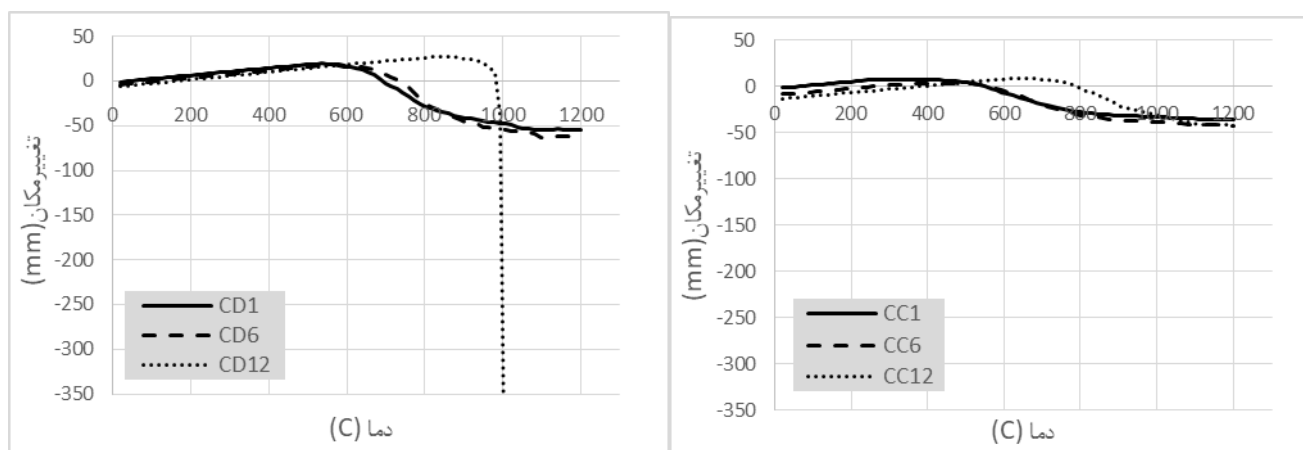
در شکل های ۲۵ تا ۲۷ نمودار تغییر مکان عمودی بالای ستون حرارت دیده در دماهای مختلف، برای سناریوهای آتش سوزی مورد مطالعه در قاب ۱۲ طبقه تحت اثر بارهای ثقیلی با نسبت‌های مختلف نشان داده شده است. همانطوری که در شکل ۲۵ مشاهده می‌شود، در تمامی سناریوهای آتش سوزی مربوط به بارهای ثقیلی آیین‌نامه‌ای (نسبت بار واقعی)، خرابی پیش‌رونده در قاب اتفاق نمی‌افتد و حداکثر افت تغییر مکان ستون نیز در بیشترین حالت به حدود ۱۰ میلی‌متر محدود می‌شود که باز هم نسبت به سناریو مشابه قاب ۷ طبقه کاهش تغییر مکان مشهود است. مطابق شکل ۲۶ در نسبت بارهای ثقیلی برابر با ۰/۴ حداکثر ظرفیت باربری قاب، در سناریوهای ستون میانی خرابی مشاهده نمی‌شود (مانند قاب ۷ طبقه) و تغییر مکان ستون به حدود ۴۰ میلی‌متر محدود می‌شود که باز هم نسبت به سناریوهای مشابه در قاب های ۳ و ۷ طبقه کاهش افت حداکثری تغییر مکان مشهود می‌باشد. در ستون‌های کناری مربوط به سناریوهای نسبت بار ۰/۴ ظرفیت قاب، فقط در سناریو طبقه آخر، خرابی پیش‌رونده اتفاق می‌افتد. به بیان بهتر عملکرد ستون‌های طبقات پایین بهتر بوده است. این رفتار، مشابه رفتار قاب ۷ طبقه در همین نسبت بار است. با این تفاوت که قاب ۷ طبقه در سناریوهای طبقات پایین‌تر، بعد فاصله دمایی نسبتاً زیادی پس از کمانش ستون حرارت‌دیده، دچار گسیختگی شد، اما قاب ۱۲ طبقه با داشتن ضریب نامعینی بیشتر، در مقابل خرابی پیش‌رونده تا دمای حداکثر مقاومت می‌کند و کمانش ستون نمی‌تواند قاب را به خرابی پیش‌رونده برساند. لذا می‌توان نتیجه گرفت که پایداری قاب ۱۲ طبقه در سناریوهای اعمال آتش در طبقات پایین، بیشتر از پایداری قاب های ۳ و ۷ طبقه در سناریوهای مشابه می‌باشد و با افزایش تعداد طبقات، پایداری قاب‌ها برای این سناریوها افزایش می‌یابد، دلیل این امر می‌تواند مربوط به مشارکت تیرهای متصل به ستون در طبقات بالای محل اعمال آتش در انتقال و بازپخش نیروها به ستون های مجاور باشد، بطوریکه با افزایش تعداد طبقات و تیرهای متصل به ستون پتانسیل وقوع خرابی پیش‌رونده کاهش می‌یابد. در حالیکه مطابق شکل ۲۷ با افزایش نسبت بار ثقیلی به ۰/۶ این روند تغییر پیدا می‌کند و در تمامی سناریوها، قاب ۱۲ طبقه دچار خرابی پیش‌رونده شده و وقوع خرابی پیش‌رونده در سناریوهای مربوط به طبقات پایین همانند قاب ۳ طبقه زودتر از سناریوهای مربوط به طبقات بالاتر اتفاق می‌افتد. با این حال ذکر این نکته ضروریست در نسبت بار ۰/۶ روند تاثیر مشارکت تیرها در انتقال بار کاهش یافته و عملکرد قاب ۱۲ طبقه مشابه قاب ۳ طبقه می‌باشد. با مقایسه شکل‌های ۲۱ و ۲۳ و ۲۷ مشاهده می‌شود که با افزایش تعداد طبقات زمان وقوع خرابی پیش‌رونده به تاخیر می‌افتد. همچنین یک فاصله زمانی بین زمان شروع افت تغییر مکان و خرابی پیش‌رونده در قاب های با تعداد طبقات بالاتر مشاهده می‌شود که این امر می‌تواند مربوط به اثرات مثبت تیرهای طبقات بالاتر در بازپخش نیروها باشد.



(ب)

(الف)

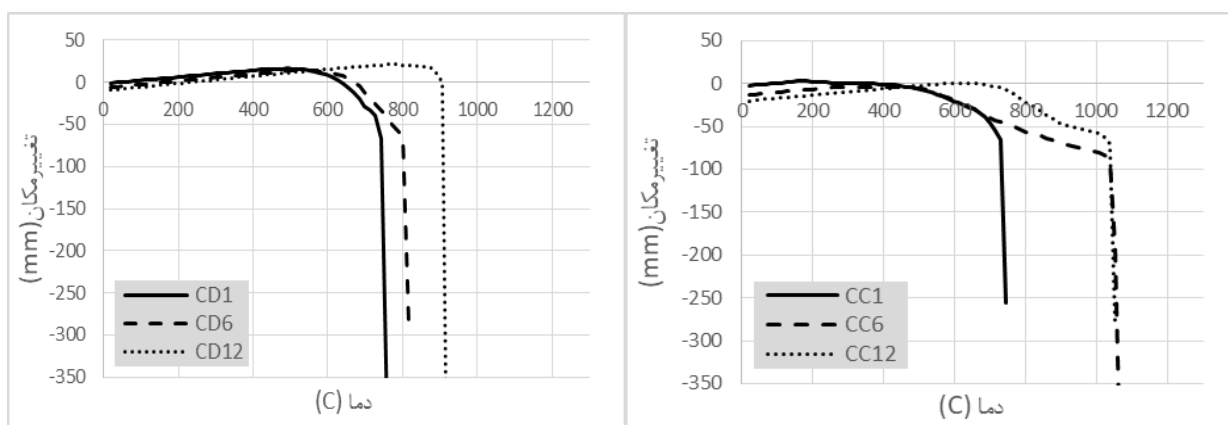
شکل ۲۵: تغییر مکان عمودی بالای ستون حرارت دیده در قاب ۱۲ طبقه تحت بارهای ثقیلی آیین‌نامه‌ای تحت سناریوهای آتش‌سوزی الف) ستونهای میانی ب) ستونهای کناری



(ب)

(الف)

شکل ۲۶: تغییر مکان عمودی بالای ستون حرارت دیده در نسبت بار ۰/۴/۱۲ طبقه تحت سناریوهای آتش‌سوزی الف) ستونهای میانی ب) ستونهای کناری



(ب)

(الف)

شکل ۲۷: تغییر مکان عمودی بالای ستون حرارت دیده در نسبت بار ۰/۶/۱۲ طبقه تحت سناریوهای آتش‌سوزی الف) ستونهای میانی ب) ستونهای کناری

جدول شماره ۴ نوع خرابی به وجود آمده (نیروی کششی و یا تیر طره) در سناریوهای مختلف آتش سوزی را نشان می‌دهد. این نتایج برای نسبت بارهای ۰/۱ و ۰/۴ و ۰/۶ ارائه شده‌اند. همانطوری که مشاهده می‌شود در نسبت بار ثقیلی آیین نامه‌ای کماتش ستون منجر به خرابی پیش رونده نمی‌شود. در تمام سناریوهای در نظر گرفته شده برای نسبت بار ۰/۶ خرابی پیش رونده در قاب به وجود می‌آید؛ اما برای برای نسبت بار ۰/۴ فقط در سناریوهای (ستون های کناری) خرابی پیش رونده مشاهده می‌شود.

جدول ۴: مکانیزم های خرابی برای قاب ۱۲ طبقه

ستون تحت افزایش دما	نسبت بار		
	۰/۱ (بار ثقیلی مطابق آیین نامه)	۰/۴	۰/۶
C_{C-1}	-	-	II
C_{C-6}	-	-	II
C_{C-12}	-	-	II
C_{D-1}	-	-	I
C_{D-6}	-	-	I
C_{D-12}	-	I	I

۸- نتیجه گیری

در این مقاله به بررسی وقوع خرابی پیش رونده در اثر آتش سوزی در قابهای خمشی فولادی پرداخته شده است. برای این منظور ۳ قاب با تعداد طبقات مختلف طراحی شده است و در هر یک از قاب ها، ستون های کناری و میانی در طبقات اول، وسط و آخر تحت اثر آتش سوزی قرار گرفته و به منظور بررسی اثرات بارهای ثقیلی ۳ نسبت بار مختلف در هر کدام از قابها اعمال شده است. در مجموع در این مطالعه ۵۴ سناریو آتش سوزی مورد بررسی قرار گرفته و نتایج حاکی از آن است که:

- ۱- در قاب های کوتاه و میان طبقه استعداد وقوع خرابی پیش رونده در سناریوهای مربوط به طبقات پایین بیشتر از سناریوهای مربوط به طبقات بالاتر است.
- ۲- بر خلاف انتظار با افزایش تعداد طبقات در قاب های بلند مرتبه به دلیل افزایش درجه نامعینی و باز پخش بهتر نیروها استعداد وقوع خرابی پیش رونده در سناریوهای آتش سوزی مربوط به طبقات پایین کمتر از سناریوهای مربوط به طبقات بالا است.
- ۳- در قاب های بلند مرتبه با افزایش نسبت بارهای ثقیلی عملکرد زنجیره ای تیرها مختل شده و همانند قابهای کوتاه استعداد وقوع خرابی پیش رونده در سناریوهای مربوط به طبقات پایین بیشتر از سناریوهای مربوط به طبقات بالاتر است.
- ۴- بطور کلی می توان علت های گسیختگی در قابهای تحت اثر آتش سوزی را به دو مورد بار ثقیلی زیاد و ضریب نامعینی کم نسبت داد، به طوری که در قاب های کوتاه مرتبه علت های وقوع خرابی پیش رونده مربوط به درجه نامعینی کم می باشد در حالیکه در قاب های بلند مرتبه با درجه نامعینی زیاد عامل اصلی وقوع خرابی پیش رونده افزایش نسبت های بار ثقیلی می باشد.
- ۵- افزایش نسبت بارهای ثقیلی در قاب های مورد مطالعه در تمامی سناریوها باعث وقوع خرابی پیش رونده می شود.

مراجع

- 1-Al-Jabri, K. S., Burgess, I. W., Lennon, T., & Plank, R. J. (2005). Moment-rotation-temperature curves for semi-rigid joints. *Journal of Constructional Steel Research*, 61(3), 281-303
- 2-Ahn, J. K., Lee, C. H., & Park, H. N. (2013). Prediction of fire resistance of steel beams with considering structural and thermal parameters. *Fire safety journal*, 56, 65-73.
- 3-Zhang, C., Choe, L., Seif, M., & Zhang, Z. (2015). Behavior of axially loaded steel short columns subjected to a localized fire. *Journal of Constructional Steel Research*, 111, 103-111.
- 4-Lennon, T., Moore, D. B., & BAILEY, C. (1999). The behaviour of full-scale steel-framed buildings subjected to compartment fires. *The Structural Engineer*, 77(8), 15-21
- 5-Liew, J.R., Tang, L.K., Holmaas, T. and Choo, Y.S. (1998). Advanced analysis for the assessment of steel frames in fire. *Journal of Constructional Steel Research*, 47(1), pp.19-45.
- 6-Ali, H.M., Senseny, P.E. and Alpert, R.L. (2004). Lateral displacement and collapse of single-story steel frames in uncontrolled fires. *Engineering Structures*, 26(5), pp.593-607.
- 7-Memari, M., Hussam, M., & Bruce, E. (2014). Post-earthquake fire performance of moment resisting frames with reduced beam section connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 215-229.
- 8-Behnam, B., & Ronagh, H. R. (2015). Post-Earthquake Fire performance-based behavior of unprotected moment resisting 2D steel frames. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 19(1), 274-284.
- 9-Keller, W. J., & Pessiki, S. (2012). Effect of earthquake-induced damage to spray-applied fire-resistive insulation on the response of steel moment-frame beam-column connections during fire exposure. *Journal of Fire Protection Engineering*, 22(4), 271-299.
- 10-Sun, Q., Guan, C., & Wang, D. (2014). Study on mechanical characteristics and safety evaluation method of steel frame structure after fire. *Theoretical and Applied Mechanics Letters*, 4(3), 034006.
- 11-Jiang, B., Li, G. Q., & Usmani, A. (2015). Progressive collapse mechanisms investigation of planar steel moment frames under localized fire. *Journal of Constructional Steel Research*, 115, 160-168.
- 12-Jiang, B., Li, G. Q., Li, L., & Izzuddin, B. A. (2017). Simulations on progressive collapse resistance of steel moment frames under localized fire. *Journal of Constructional Steel Research*, 138, 380-388.
- 13-Gernay, T., & Gamba, A. (2018). Progressive collapse triggered by fire induced column loss: Detrimental effect of thermal forces. *Engineering Structures*, 172, 483-496.
- 14-ASCE. (2006). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (SEI/ASCE 7-0.5). *American Society of Civil Engineers: America*
- 15-AISC Committee. (2010). Specification for structural steel buildings (ANSI/AISC 360-10). *American Institute of Steel Construction, Chicago-Illinois*.
- 16-ABAQUS.(2010).Standard analysis user's manual v. 6.10. SIMULIA
- 17- CEN, E. (2005). 3: Design of steel structures-Part 1-2: General rules-Structural Fire Design. *Brussels: CEN*.
- 18-Rubert, A., & Schaumann, P. (1986) Structural steel and plane frame assemblies under fire action. *Fire Safety Journal*, 10(3), 173-184.
- 19-Memari, M., & Mahmoud, H. (2014). Performance of steel moment resisting frames with RBS connections under fire loading. *Engineering Structures*, 75, 126-138.